

## PC 斜角桁の設計についての二、三の検討

橋 田 敏 之\*  
 斎 藤 昇\*\*  
 中 田 操 一 郎\*\*

### 1. ま え が き

斜角のある PCI 形単純桁の設計において、構造計算のための構造モデルの決定は部材の安全度、断面の決定ひいては経済性に影響を与えるので十分検討を要する問題である。

従来、斜角 I 形桁の鉄道橋の設計では、計算を簡便化するため、構造モデルとしてスパン中央に剛な 1 本の横桁がある格子構造として荷重分配を行ない、この結果を斜角桁の主桁の曲げモーメントとし、反力としては、この結果に斜角による反力の割増しを行なう方法、または 1 本の主桁と 2 本の端横桁の構造（松本式）として解く方法が通常の計算方法として多く用いられてきた。しかしながら、このような構造モデルによる主桁および横桁に作用するねじりモーメントおよびせん断力の値を設計に用いることが不適當であることは、構造モデルがいちじるしく実際の構造からかけ離れていることを考えても明らかである。

山陽新幹線の斜角 PC 桁の設計では、以上の理由および主桁からのはね出しが大きく端主桁にはね出しによる曲げモーメントおよびせん断力が大きく作用すること、さらに桁高を小さくおさえたことによる主桁断面の曲げねじり剛比が小さく、そのため主桁へのねじりの影響が大きいことなどの特殊事情を考慮し、横桁本数を十分考慮した斜角格子構造として電子計算機により構造解析を行なうことにした。

本文は、これら構造解析の結果と、計算より求められたきわめて大きなねじりモーメントの軽減策およびねじり補強方法、さらに曲げモーメント、ねじりモーメントと斜角との関係について報告する。

なお設計の対象となった桁の種類は、つぎのとおりである。

スパン 20 m 3 主桁 斜角 75°, 60°, 45°

スパン 30 m 4 主桁 斜角 75°, 60°, 45°

スパン 25 m 2 主桁 斜角 75°, 60°, 45°

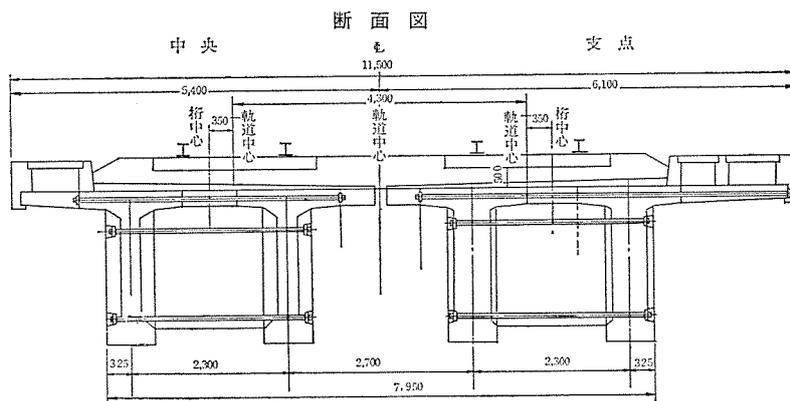
2 主桁を除いて各桁はいずれも桁高制限を受け比較的マッシブな断面形状となっている。

また、これらの場合の断面形状寸法は、原則として直橋の標準設計と同じとした。

### 2. 載荷と断面数値

#### (1) 桁上の構造

図-1



桁上の構造は、標準とする一例を示すと図-1のようになる。桁配置は主桁の本数で異なっている。

#### (2) 載 荷

(a) 死 荷 重 主桁中心間中央で分割し、各分担荷重は主桁中心線上の集中荷重とする。曲げの影響は微少なため省略する。ただし外側の張出し部は大きいから、この部分の荷重については外桁に集中荷重とともに曲げ荷重が作用するものとする。

(b) 活 荷 重 まず、換算等分布荷重を求める。このとき

曲げモーメントに対する換算等分布荷重はスパン 1/4 点の曲げモーメントより求めた。ねじり曲げモーメントおよびせん断力に対しては、支点上のせん断力より定めることにした。

こうして求めた換算等分布荷重  $w$  に対し、遠心力の影響を考慮に入れて（曲線半径 3500 m として設計してい

\* 国鉄構造物設計事務所 \*\* 八千代エンジニアリング (株)

る) 図-2 のような等変分荷重とした。ただし、断面方向の分布幅はまくらぎ幅を 2.4 m とすれば

$$\frac{q_a}{q_b} = \frac{w}{2.4} \pm \frac{6}{2.4^2} w \cdot e$$

とする。

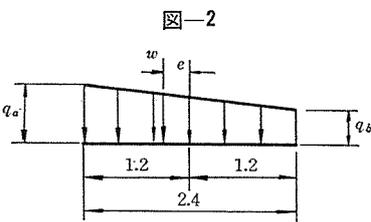
(3) 断面諸値の

求め方

主桁の断面 2 次モーメントおよびねじり断面 2 次モーメント  $J$  は桁幅の影響を

考え、長さの重みつき平均とする。

横桁の断面 2 次モーメント  $\bar{I}$  およびねじり断面 2 次モーメント  $\bar{J}$  は、横桁間中心線で分割して有効幅とする。桁端横桁のようにばち型になる場合は平均幅をもって有効幅とする。



3. 比較計算とその考察

実施設計にあたって、あらかじめ斜角の特性をつかむため、その特性が顕著にあらわれる斜角 45° に対して、以下の 3.(1), 3.(2) に示す種々な構造モデルについて断面力がどのように変わるかを比較検討した。

(1) 斜角 45°, スパン 20 m, 3 主桁における比較計算

スパン 20 m, 3 主桁の直角橋の主桁配置および断面形状寸法は、図-3 のとおりである。

このような桁高制限をうける断面の場合の曲げねじり剛比  $\alpha = EI/GJ$  は桁高が自由に選べる場合に比べ非常に小さく、そのため斜角橋になると種々な問題点を生じる、とくにねじりモーメントが過大になる傾向があるので、つぎのようなケースにわけて比較計算を行なった。

a) 構造モデルの種類と荷重

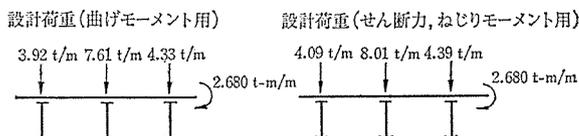
1) 構造モデルの種類

つぎのような検討目的をもって各種の構造モデルを決定した。

- ① 桁端直横桁を適切な位置に定めるためのモデル
- ② ゴム支承を用いるのであればね支承としての影響の検討のためのモデル
- ③ 横桁間のスラブを横桁として考慮したときのモデル
- ④ 横桁の数を適当に選ぶためのモデル
- ⑤ 横桁を斜角なりに配置した場合のモデル
- ⑥ 桁端の斜横桁の影響を調べるためのモデル
- ⑦ 主桁、横桁のねじり剛度を無視した ( $J = \bar{J} = 0$ ) 場合のモデル

2) 荷 重: 2.(2) より構造モデルに作用する荷重を求めると 図-4 のようになる。

図-4



b) 断面力図 3.(1) a) にあげた各種構造モデル

のうち、紙面の都合より主要なものの断面力図を 図-5

図-3

横断面図

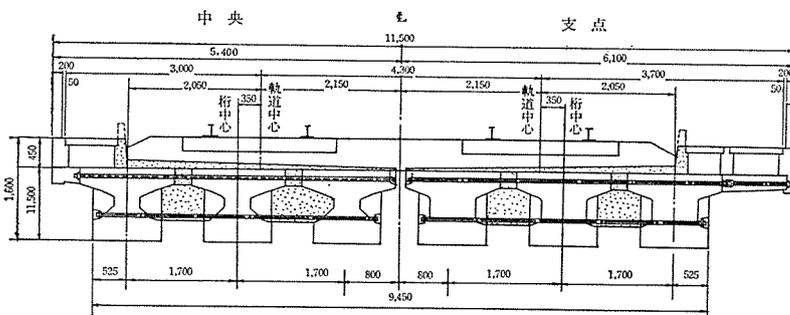


表-1 断面力の最大最小値

断面力	構造モデル	横桁位置を変えた時			ばね定数を考慮		ねじり剛度無視	横桁数を2本増した時	中間横桁と斜方向に配置	横桁間中間スラブ考慮	桁端斜横桁をとる(スラブは考慮)
		$x=0.00$	$x=1,300$	$x=2,400$	1 1 4 4 2	1 1 2 2 2	$x=1,300$	$x=1,300$		$x=2.4$	$x=2.4$
主 桁	maxM	283	276	272	279	277	305	265	269	263	276
	minM	-25.4	-22.8	-26.1	-16.5	-20.3	-1.7	-24.1	-20.0	-27.2	-11.8
	maxM <sub>T</sub>	17.6	18.6	19.0	17.2	18.2	0	18.3	19.0	20.4	18.8
	maxS	56.5	76.5	71.8	73.2	75.1	71.1	74.5	64.0	71.6	73.8
	maxR	96.3	93.2	91.2	79.6	87.4	72.4	92.4	79.9	91.8	84.6
横 桁	maxM	32.0	25.8	21.5	18.2	22.5	18.7	20.7	26.7	20.1	—
	minM	-24.3	-29.7	-33.4	-22.5	-26.9	-18.7	-31.1	-27.2	-24.8	—
	maxM <sub>T</sub>	30.7	26.1	22.2	24.3	25.6	0	12.6	3.1	14.3	21.6
	maxS	26.4	23.0	20.3	19.9	21.6	17.6	17.9	17.1	20.2	—

註 1)  $x$  は桁端斜横桁と中間直端横桁の最小距離。 2) 支点の添数字はフレシバット枚数。  
3) 最大値は格点の3点を通る2次曲線を考えこの曲線の最大値をとった。

報 告

に示す。ここには主桁および横桁の曲げモーメント、ねじりモーメント図、せん断力図を示している。

ルの計算結果の最大、最小値の断面力の総括表は表-1に示すとおりである。

c) 断面力比較総括表 検討したすべての構造モデル

d) 比較計算結果の考察

図-5 各構造モデルに対する断面力図

構造モデル	端部直横桁を離した構造モデル	端部直横桁を桁端と一致させた構造モデル	桁端斜横桁をとってスラブのみ考慮した構造モデル	中間横桁間のスラブを考慮した構造モデル	中間横桁斜方向に配置した構造モデル
断面諸元 ( $m^4$ )	主桁 $I=0.1493m^4$ $J=0.027m^4$ (平均値) $I=0.0373$ $0.0386$ $0.0393$ $J=0.0204$ $0.0310$ $0.0324$ $I=0.0342$ $0.0370$ $J=0.0160$ $0.0295$	$I=0.0284$ $0.0368$ $0.0443$ $J=0.0108$ $0.0276$ $0.0459$ $I=0.0242$ $0.0384$ $J=0.0086$ $0.0255$	$I=0.0040$ $0.0388$ $0.0393$ $J=0.0152$ $0.0310$ $0.0324$ $I=0.0289$ $0.0370$ $J=0.0108$ $0.0295$	$I=0.0373$ $0.0341$ $0.0063$ $J=0.0204$ $0.0203$ $0.0205$ $I=0.0342$ $0.0317$ $0.0288$ $J=0.0160$ $0.0138$ $0.0121$	$I=0.0374$ $J=0.0205$ $I=0.0374$ $J=0.0205$ $0.0287$
曲げモーメント ( $t\cdot m$ )					
ねじりモーメント ( $t\cdot m$ )					
せん断力 ( $t$ )					
反力 ( $t$ )					

注：自重および拓間目地による断面力は含まず

1) 端部直横桁位置の検討：表一1, 図一5 を比較検討すれば明らかなように、して優劣をつけるほどの差はないが、つぎのことがわかる。

①  $x=0$  は桁端斜横桁部の横締鋼棒と、端部直横桁部の横締鋼棒とが競合することに施工上の難点がある。

②  $x=1.3\text{ m}$  と  $x=2.4\text{ m}$  とでは  $x=2.4\text{ m}$  の方が断面力が小さいので好ましい。

③  $x=2.4\text{ m}$  以上も考えられるが、 $x=2.4\text{ m}$  が中間横桁の配分上、すぐれているものとみられる。

以上の理由によって、実施設計では  $x=2.4\text{ m}$  を採用した。

2) ゴム支承の効果：斜角が小さい場合の支承は一般にゴム支承が用いられるから、当然弾性支承の影響を考えるのが好ましい。

表一1 より、弾性支承の影響は設計上有利となる。特に反力に応じてゴム支承の枚数を加減するのがよいことが明らかに示されている。しかし枚数を個々に変えることは繁雑であるし、そのほか理論と実際の相違、

たとえば、支承面と桁下面とか一様に接触しているという保証があるかとか、ばね定数の決め方が妥当かなどの問題もあり、本設計桁の場合には、原則として安全のためゴム支承の効果は無視することにした。

3) その他の検討

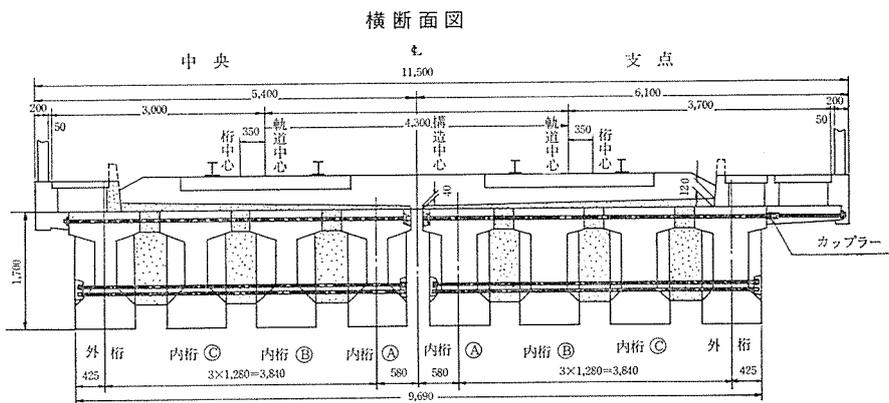
① 横桁本数；中間横桁の本数は3本より5本の方が確かに荷重分配はよくなるが、死荷重増分に見合うほどの効果はないものと判断して本設計桁では中間横桁は3本とした。

② ねじり剛度無視の検討；斜角の特

性はねじりモーメントが直橋にくらべ大きく、したがってねじり補強鉄筋が多く必要となり不経済になる。もしねじりによりひびわれが生じても桁全体の破壊が生じなければ、ねじり補強鉄筋を直角橋と斜角橋の間のある適当な値にとってもよいという考え方もあるので、ねじり剛度を無視して計算してみた。この場合、当然最大曲げモーメントは最も不利となるが、その場合でも曲げに対して安全なように設計では考慮するようにした。

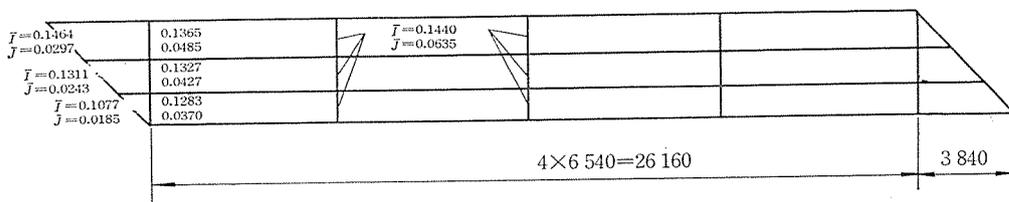
③ 中間横桁を斜方向に配置した場合；主桁間のたわみ差が小さいので、横桁のねじりラーメンが最も小さくなる。

図一6

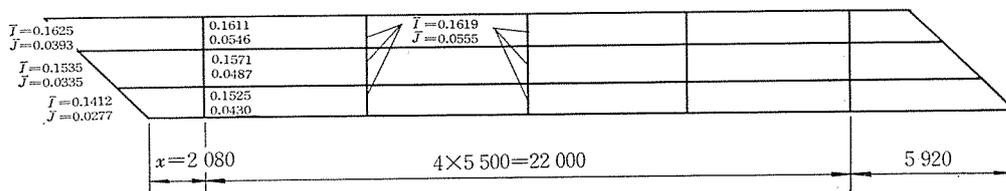


図一7 斜角 45°, スパン30 m, 4 主桁構造モデル

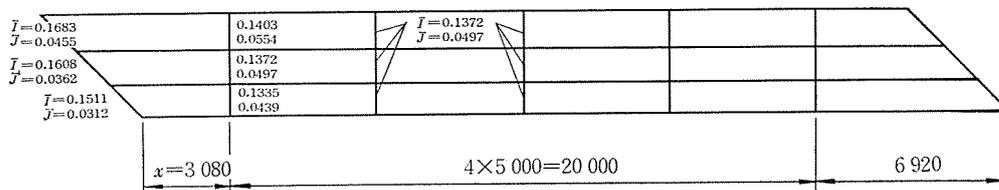
1) 端直横桁位置  $x=0$



2) 端直横桁位置  $x=2.08\text{ m}$



3) 端直横桁位置  $x=3.08\text{ m}$



④ 横桁間の中間スラブを考慮した場合；主桁の負の支点モーメントは大きくなるが横方向のねじりモーメントが分散され、横桁のねじりモーメントは小さくなる。

⑤ 桁端斜横桁をとった場合（スラブのみ考慮）；主桁の負の支点モーメントは比較的小さくなる。

(2) 斜角 45°, スパン 30 m, 4 主桁に対する比較計算

a) 構造モデルの種類と荷重 スパン 30 m, 4 主桁の直角橋の主桁配置および断面形状寸法は、図-6 のとおりである。

この場合は 3(1) の場合にくらべ曲げねじり剛比が大きいため比較的問題は少ないので、比較検討はつぎの諸点について行なった。

- ① 桁端直横桁位置の検討
- ② ばね支承の影響
- ③ ねじり剛度無視の検討

この構造モデルの断面数値は、主桁については、 $I = 0.343 \text{ m}^4$ ,  $J = 0.0306$  で横桁については図-7 に示す。ただし、③ に対しては  $J = \bar{J} = 0$  とする。

また荷重は 2(2) より図-8 のように与えられる。

b) 断面力比較総括表 各構造モデルの計算結果より最大、最小値について断面力の総括を表-2 に示す。なお断面力図は省略する。

表-2 斜角 45°, スパン 30 m, 4 主桁断面力表

端横桁位置		3.08	2.08	0	ばね考慮	ねじり無視
主	max $M$	456	458	459	460	467
	min $M$	-28.3	-27.8	-40.9	-32.7	-30.1
	max $M_T$	15.7	16.2	16.0	15.8	0
	max $S$	81.0	86.9	80.0	69.6	68.0
桁	max $R$	105	110	125	91	99
	max $M$	46.7	30.7	48.6	26.0	30.6
横	min $M$	-32.8	-32.5	-47.7	-36.8	-42.7
	max $M_T$	25.4	28.9	33.8	32.6	0
桁	max $S$	29.5	25.7	34.5	17.4	31.6

端横桁位置は 図-7 参照

c) 比較計算結果の検討 表-2 より、斜角 45°, スパン 20 m の主桁の場合と比較すると、若干の傾向的なくい違いがあるが、大局的にはほぼ同じとみられるので、以下簡単に結論のみあげる。

表-3 斜角 45°, スパン 30 m, 3 主桁の斜引張応力度

主桁の断面		直角橋のスパン 20m の断面 $h=1.15\text{m}$					直角橋のスパン 22.5m の断面 ( $h=1.3\text{m}$ )		
項目	構造モデル	基本構造モデル $x=2.4\text{m}$	横桁を斜めに考えた場合	中間スラブを横桁として考慮	桁端横桁をとる、ただしスラブ部を横桁と考える	横桁中央 1本、ただしスラブを横桁と考える	中間スラブを横桁として考慮		
		主	ねじりモーメントの分布	設計時					
破壊時									
ねじり断面二次	0.023 m <sup>4</sup>		0.023 m <sup>4</sup>	0.023 m <sup>4</sup>	0.023 m <sup>4</sup>	0.023 m <sup>4</sup>	0.021 m <sup>4</sup>		
ウェブ厚	0.400 m		0.400 m	0.400 m	0.400 m	0.400 m	0.340		
$M_T$	設計 17.3 t-m 破壊 37.5 t-m		17.8 t-m 38.2 t-m	19.9 t-m 39.4 t-m	18.6 t-m 38.5 t-m	19.7 t-m 38.5 t-m	15.9 31.8		
斜引張応力度	設計荷重		17.5 kg/cm <sup>2</sup> ( $\sigma_c=43.9$ , $\tau_B=-6.9$ )	17.85 kg/cm <sup>2</sup> ( $\sigma_c=43.9$ , $\tau_B=-6.9$ )	20.5 kg/cm <sup>2</sup> ( $\sigma_c=43.9$ , $\tau_B=6.9$ )	18.9 kg/cm <sup>2</sup> ( $\sigma_c=43.9$ , $\tau_B=6.9$ )	20.4 kg/cm <sup>2</sup>	13.6	
	破壊荷重		66.9 kg/cm <sup>2</sup> ( $\tau_B=11$ )	65.2 kg/cm <sup>2</sup> ( $\tau_B=11$ )	69.3 kg/cm <sup>2</sup> ( $\tau_B=11$ )	67.9 kg/cm <sup>2</sup> ( $\tau_B=11$ )	68.0 kg/cm <sup>2</sup>	57.8	
横	ねじりモーメントの分布		設計時			床版 横桁			横桁 床版
			破壊時			床版 横桁			横桁 床版
	ねじり断面二次		0.0122 m <sup>4</sup>	0.0122 m <sup>4</sup>	床版 0.0205 m <sup>4</sup> 横桁 0.0121 m <sup>4</sup>	0.0122 m <sup>4</sup>	0.0108 m <sup>4</sup>	横桁 0.0137 床版 0.0206	
	ウェブ厚	0.300 m	0.300 m	0.250 m 0.300 m	0.300 m	0.250 m	0.300 4.100		
	$M_T$	23.5 t-m 45.7 t-m	3.12 t-m 5.5 t-m	13.7 t-m 28.8 t-m 4.6 t-m 17.4 t-m	23.3 t-m 44.2 t-m	9.3 t-m 19.7 t-m	横桁 8.6 15.1 床版 10.6 22.1		
	斜引張応力度	設計時	52.3 kg/cm <sup>2</sup>	9.6 kg/cm <sup>2</sup> ( $\tau_B=12.1$ )	床版 16.7 kg/cm <sup>2</sup> ( $\sigma_c=30$ , $\tau_B=12.1$ ) 横桁 12.2 kg/cm <sup>2</sup> ( $\tau_B=12.1$ )	52.2 kg/cm <sup>2</sup>	21.8 kg/cm <sup>2</sup>	横桁 21.4 床版 11.3	
		破壊時	114 kg/cm <sup>2</sup> クリープ 99.5 kg/cm <sup>2</sup> 二次緊張 104.3 kg/cm <sup>2</sup>	24.2 kg/cm <sup>2</sup> ( $\sigma_c=30$ , $\tau_B=23.6$ )	床版 35.1 kg/cm <sup>2</sup> ( $\sigma_c=30$ , $\tau_B=23.6$ ) 横桁 50.4 kg/cm <sup>2</sup> ( $\tau_B=23.6$ )	110.6 kg/cm <sup>2</sup>	52.6 kg/cm <sup>2</sup>	横桁 41.7 床版 39.2	

[注] 表中のモデルを表わす図中の○は最大値の位置を示す。

① 端部直横桁位置の検討； $x=0, 2.08\text{ m}, 3.08\text{ m}$ の3種の検討結果，3主桁の場合と同じ理由によって $x=2.08\text{ m}$ で実施設計を行なうことにした。

② ゴム支承の効果；効果は認められるが，3主桁の場合と同様，設計計算上無視することにした。

③ ねじり剛度無視の検討；3主桁の場合にくらべ，ねじりモーメントが過大になるおそれはないが，3主桁と同様に曲げ剛性だけでもつよう検討した。

#### 4. ねじりモーメントに対する設計上の考慮

##### (1) 斜引張応力度についての比較検討

3(1)，3(2)の結果に対して応力計算を行なったところ主桁の曲げについては，どの構造モデル決定的な問題はないようであるが，斜角 $45^\circ$ ，スパン $20\text{ m}$ ，3主桁の場合ねじりモーメントが大きく，斜引張応力度について検討すべきことがわかったので，これについて検討した結果が表-3である。

この表より明らかなように，直角桁の断面をそのまま斜角桁に用いた場合，特に横桁における破壊時の斜引張応力度が大きく許容応力度をはるかに超過する。この解決策としてつぎの諸点について検討した。

**a) 中間横桁の方向を斜角なりにした場合** 主桁のねじりモーメントの減少はわずかであるが横桁のねじりモーメントは大きく減少し許容値以内におさまる。しかし，実際の構造物は，横桁の除いたスラブ部分は一様に主桁と一体になっているので桁上部の載荷は主桁に直角方向に伝達されたものと考えるのが合理的であるから，このような構造モデルは実体を反映していないものと思われる。

**b) 中間スラブを考慮した場合** 横桁の有効幅の決め方により，横桁間のスラブは応力計算上無視されているので，この部分をあらかじめ横桁として考えておくことは有効である。この結果，主桁のねじりモーメントは若干増加するが，横桁ではねじりモーメントが相当改善されている。

**c) 桁端斜横桁をとり，スラブのみ考慮した場合** 桁端のねじり剛性を感じたときどうなるかを検討した結果，端部のねじりモーメントは相当小さくなるが，中間部のねじりモーメントはかえって増加する。

**d) 横桁は中央1ヵ所とし，あとはスラブを横桁とした場合** b)の結果とほぼ同じ

**e) 主桁断面を変更した場合（桁高を $15\text{ cm}$ 増す）**  
a)~e)の改善策は横桁については有効だが，主桁については大きな改善はされない。この改善をするには曲げねじり剛比が大きくなるように主桁断面を変える必要がある。実施橋の場合，スパン $20\text{ m}$ の直角橋の断面( $h=$

$1.15\text{ m}$ )にかえてスパン $22.5\text{ m}$ の直角橋の断面( $h=1.3\text{ m}$ )を用い，かつ中間スラブを横桁として考えた。

その結果，図-5に示すように破壊時の許容応力度が若干超過しているが，所要の目的に達しているものとみられる。この多少の超過に対しては，つぎの4(2)でべる。クリープ変形，弾性支承の効果を考えることにより許容値内の値となる。

##### (2) ねじりモーメントの軽減策

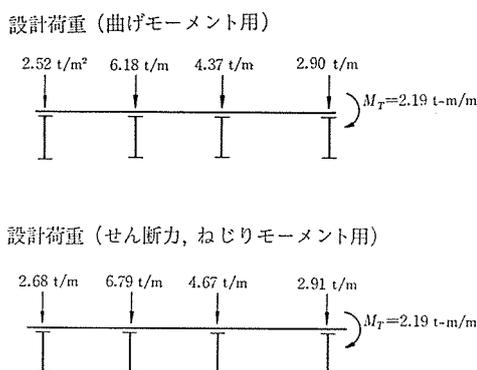
**a) クリープ変形の効果** 対称荷重が作用しても斜角の場合，ねじりモーメントを生ずる。これは斜角桁と直角桁の基本的相違である。したがって，プレキャスト桁としてクリープ変形の効果は横締めにより一体化されることにより，直角橋から斜角橋に構造系が変わることになり，これによってねじりモーメントは軽減される。

軽減の程度は主桁を構成後6ヵ月においてクリープ係数 $\varphi=1$ として，クリープによる荷重と逆向きの変換等分布荷重 $w$ は

$$w = \frac{8M}{l^2}(1 - e^{-\varphi}) \div \frac{8M}{l^2} \times 0.63$$

となる。

図-8 斜角 $45^\circ$ ，スパン $30\text{ m}$ ，4主桁用荷重



ここに $M$ はプレストレス導入時のスパン中央における，プレストレスおよび荷重による曲げモーメントである。

**b) ゴム支承の効果** 弾性支承を考慮すると，ねじりモーメントは軽減される。このときばね定数 $K$ は形状係数，反力などより

$$K = 831\text{ t/cm}^2$$

を用いた。

**c) 2次緊張による効果** プレキャスト桁としては桁端定数ケーブルのみをまず1次緊張し，架設して横締め後，途中曲げ上げケーブルを2次緊張する。これはあたかも逆方向に荷重を加えたことと考えられるから，ねじりモーメントは軽減される。

**d) 計算結果** a)~c)のおのおの效果についての破壊時の斜引張応力度の計算結果は，表-4のとおりであ

る。この結果、設計荷重時においてはクリープ変形の効果は 2~3 割減少する。しかし破壊荷重時はねじりモーメントが  $1.75(D+L)$  または  $(1.3D+2.5L)$  となるのにクリープによるねじりモーメントは変化しないため設計時にくらべ効果は半減される。

2次緊張、弾性支承の効果は本例の場合クリープの効果より小さい。表-4 より設計断面により若干の差はあるが、なにも考慮しないときにくらべ 1~2 割の減少を示している。なお表中の位置は、斜引張応力度が許容値  $50 \text{ kg/cm}$  を越えている箇所について各種構造モデルの値の比較を示したものである。

表-4 斜引張応力度に対するねじりモーメント軽減の効果

項目 \ 支点よりの距離 (m)	5.0	5.117	7.5
考慮しないとき	57.8 kg/cm <sup>2</sup>	55.0 kg/cm <sup>2</sup>	54.2 kg/cm <sup>2</sup>
クリープのみ考慮	51.5	52.1	47.3
クリープと弾性支承を考慮	45.8	50.0	48.3
2次緊張のみ考慮	56.2	53.1	49.6

(3) T形断面桁のねじりに対する設計

T形断面のねじり応力度、ねじりに対する補強方法はP C部材についてはまだ統一された適当な式が決定されていない。そのため個々の設計のさいに各種の基準類、研究結果などを用い、かつ未解決な点については安全側の近似によりねじり応力度、ねじり鉄筋量を求めているのが実情である。

本設計にあたっては、ねじりモーメントが大きく、そのためねじり補強鉄筋量が非常に多くなることからできるだけ計算方法を合理化して鉄筋量の増加を押えるように考慮した。

**a) ねじり応力度の計算** ねじりせん断応力度を断面の中立軸について求め、曲げせん断応力度、ねじりせん断応力度の和による腹部の斜引張応力度がプレストレスト コンクリート設計施工指針(土木学会)の許容値を満足するように断面を選定した。

**b) ねじりに対する鉄筋補強** スラブとはりが一体となっているT形断面桁で、スラブのねじりに対する有効幅を決定することは困難である。

そこで安全側にスラブ部分を無視したねじり補強を行なうこともあるが、その場合、スラブの断面に占める割合が大きいと、いちじるしく不経済な鉄筋量となることになる。

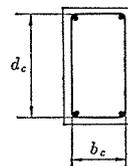
そこで本設計ではスラブおよび下縁もねじり抵抗断面に考慮した。

P C桁において、ねじり鉄筋量を求めるための規準化された式は非常に少なく、P C桁として規準化されている式でもコンクリート桁におけるねじり補強式をそのま

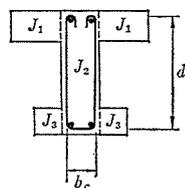
ま用いている(Australian Prestressed Concrete Code)

本設計で検討したスターラップ断面積を求める式は(a)~(c)に示す。

$$A_v = \frac{M_t \cdot t}{1.6 b_c d_c \sigma_{sa}} \dots\dots\dots (a)$$



$$A_v = \frac{J_2}{\sum J} \frac{M_t \cdot t}{1.6 b_c d_c \sigma_{sa}} \frac{1}{\sqrt{1 + 10 \frac{\sigma_p}{\sigma_{ck}}}} \dots\dots\dots (b)$$



$$A_v = \frac{J_2}{\sum J} \frac{M_t t}{b_c d_c \sigma_{sa}} \tan \phi \quad \tan 2 \phi = \frac{2(\tau_{bu} + \tau_{tu})}{\sigma_{ce}} \dots\dots\dots (c)$$

- 記号  $M_t$ ; ねじりモーメント
- $t$ ; スターラップの配置間隔
- $b_c, d_c$ ; 図参照
- $\tau_{bu}, \tau_{tu}$ ; 曲げおよび、ねじりせん断応力度
- $\sigma_{sa}$ ; 鉄筋の許容応力度(破壊荷重検討のとき)
- $\sigma_p$ ; 中立軸位置のプレストレス
- $\sigma_{ck}$ ; コンクリートの設計基準強度
- $A_v$ ; スターラップの片脚の断面積

各式から決定されるスターラップ量の比率は式(a)を1とした場合、式(b) 0.55~0.80、式(c) 0.80の割合となった。

5. 斜角と断面力との関係

(1) 基本的な検討

**a) 曲げねじり剛比** 3(1)でふれたように、ねじりモーメントの大小は、断面形状寸法より定まる曲げねじり剛比の値に大きく左右されるので、まず図-9において直角橋の標準桁に対する曲げねじり剛比の傾向を示しておく。

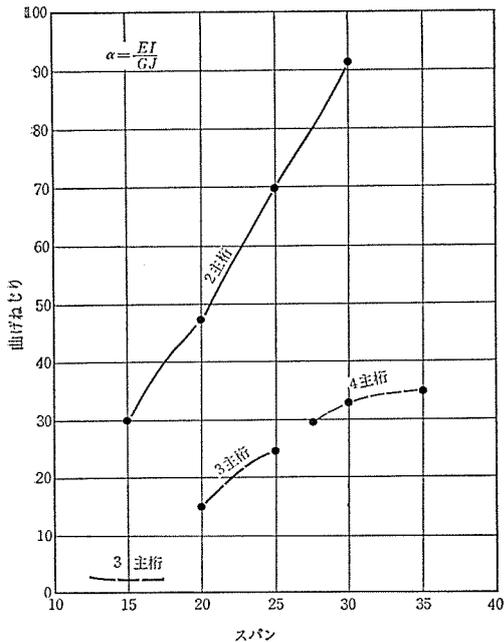
$$\text{ここに 曲げねじり剛比} = \frac{\text{主桁の曲げ剛度}}{\text{主桁のねじり剛度}}$$

記号で示すと

図-9より桁高制限  $\left( \frac{\text{桁高}}{\text{スパン}} \div \frac{1}{17.2} \sim \frac{1}{18} \right)$  の3主桁、

4主桁と、桁高自由  $\left( \frac{\text{桁高}}{\text{スパン}} \div \frac{1}{10.3} \sim \frac{1}{11.1} \right)$  の2主桁とで

図-9 曲げ、ねじり剛度比



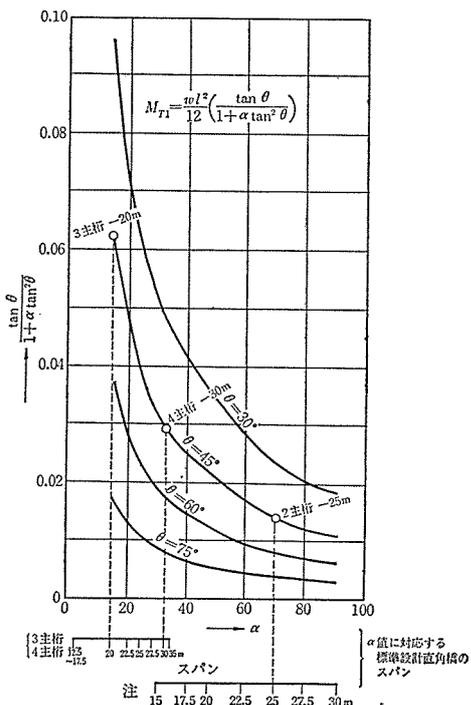
曲げねじり剛比に大きな差のあることがわかる。特に3主桁のスパン12.5~17.5mは極端に小さい。これは桁高が低いため断面形状がI断面より腹部の厚いT形断面となっているためである。

b) 曲げねじり剛比とねじりモーメント 東大助教授 松本博士によれば、満載等分布荷重に対する斜角桁のねじりモーメントの簡易式は

$$M_T = \frac{wl^2}{12} \left( \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \right)$$

で示される。

図-10 斜角の影響によるねじりモーメント



ここに  $w$ : 換算等分布荷重  $\theta$ : 斜角  
この式で a) の  $\alpha$  値に対し斜角  $\theta$  を  $30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ$  と変化させて  $\tan \theta / (1 + \alpha \tan^2 \theta)$  の値を計算した結果を図-10 に示す。

本式より、曲げねじり剛比が小さくなると、ねじりモーメントが急激に大きくなる傾向を知ることができる。

(2) 主桁の断面力

a) 直角橋と斜角橋の計算仮定の相違 直角橋を設計する場合は計算を簡単化するためPC鉄道橋設計基準に示されるホンベルグの簡易式によるのが普通であり、山陽新幹線の場合もそれによった。したがって、斜角橋を電算により解く場合と計算仮定上の違いがある。この違いの主なる点は表-5 のとおりである。

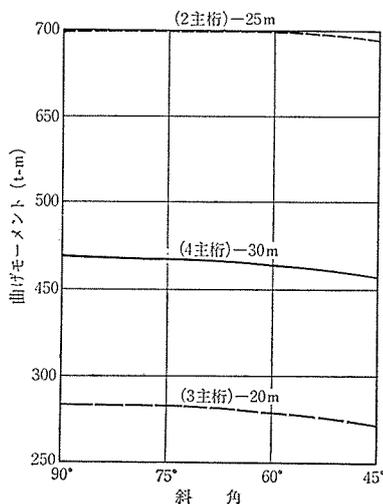
表-5

項 目	電 算	手 計 算
桁端斜横桁	考 慮	無 視
横桁本数	考 慮	横桁はスパン中央1本のみ
横桁の曲げ剛性	考 慮	考慮するか無限大とする
横桁ねじり剛性	考 慮	無 視
活 荷 重	換算等分布荷重	数 値 表 より

したがって、斜角橋と直角橋との断面力計算結果を直接結びつけることは若干問題があるが一応結んでみた。

b) 最大、最小曲げモーメント スパン中央付近の最大曲げモーメント、支点上の負の曲げモーメントは図-11 (a), (b) に示す。

図-11 (a)最大曲げモーメント



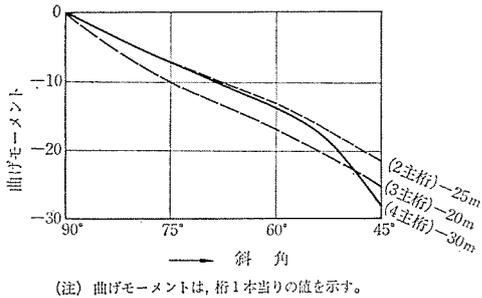
これより斜角  $45^\circ$  でも従来考えられていたほど最大曲げモーメントが減っていないようである。

c) ねじりモーメント ここでは一応松本式の結果も併記してみた。区別は

- 4主-30m (太線が電算, 細線が松本式)
- 3主-20m ( " " )
- 2主-25m ( " " )

また、3主-20mについては松本式で  $\alpha=15, 25$  の

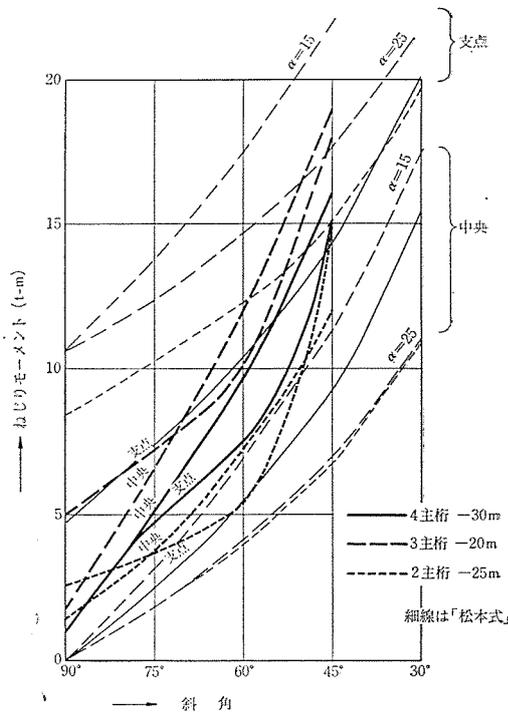
図-11(b) 支点上の負の曲げモーメント



2通りについてグラフ化した。

ここに  $\alpha=15$  は直橋の 20 m の断面 (電算結果も同様),  $\alpha=25$  は直橋の 25 m の断面に相当する曲げねじり剛比である。図-12 よりいえることは、

図-12 主桁のねじりモーメント



〔注〕松本式はねじりモーメントの平均値を示し、電算結果は個々の主桁の最大ねじりモーメントを示している。

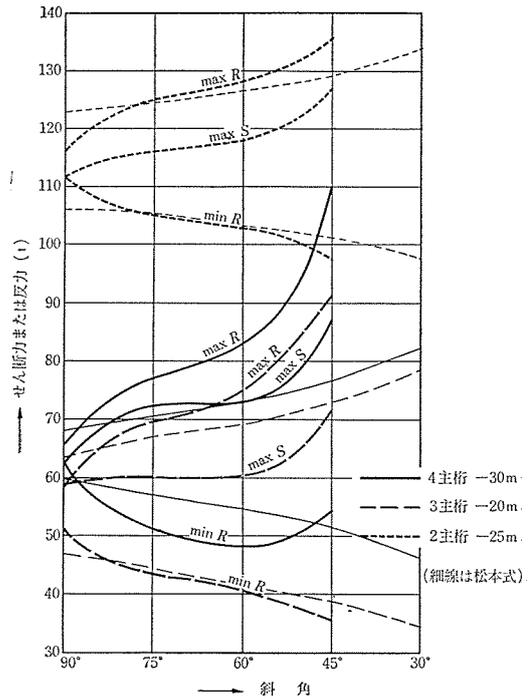
① 斜角による増加のしかたは松本式にくらべ電算の方が急である。

② 支点と中央付近との差は松本式にくらべ電算の方が大きい。

③ 電算結果は松本式にくらべ、ほぼ支点付近では小さいが、スパン中央付近では大きい。

d) せん断力と反力 せん断力と反力の計算結果を図-13 に示す。斜角 75°, 60° に対する最大反力は電算と松本式との差が少ないが、45° では差が大きい。またせん断力は松本式では  $R=S$  となるので電算との差は大きい。これは桁端斜横桁の影響を考慮するか、考えないかの差である。最大反力の生ずる位置は斜角端だが最大せん断力は必ずしも斜角端とは限らない。

図-13 主桁のせん断力と最大、最小反力



(3) 横桁の断面力

横桁の設計については直角橋の場合、相当簡易的な考えをとっているのが普通である。たとえば、横桁の正の曲げモーメントのみを簡易的に計算する程度で、電算の計算仮定との相違が大きい。これが 90° に対する値のない理由である。

a) 最大、最小曲げモーメント

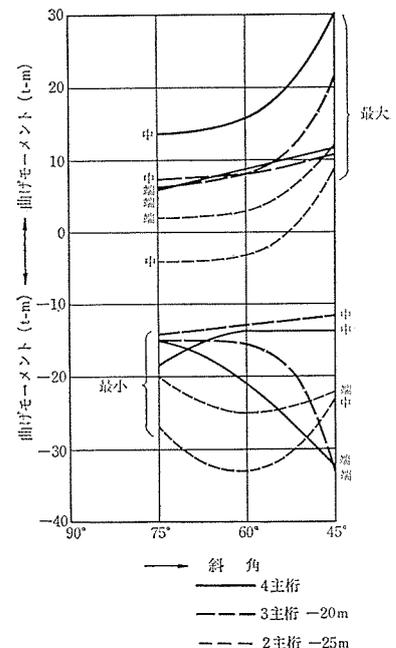
図-14 に最大、最小曲げモーメントを示す。最大最小曲げモーメントの生ずる位置はほぼ斜角端の桁端直横桁に生ずる。

b) ねじりモーメント

図-15 にねじりモーメントと斜角の関係を示す。最大値の生ずる位置は中央横桁上である。また斜角 45° で急激に大きくなっているのは横桁の配置方向に関係している。たとえば斜角 45°

でも斜角なりに横桁を配置すれば図のように急激にはならないはずであることは表-1, 表-3 よりも明らかで

図-14 横桁の最大、最小曲げモーメント



ある。

c) せん断力 せん断力については図-16に示す。

図-15 横桁のねじりモーメント

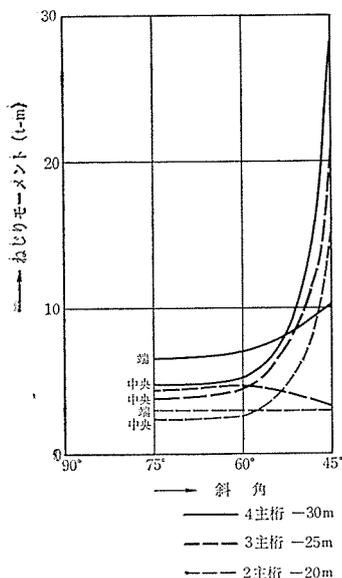
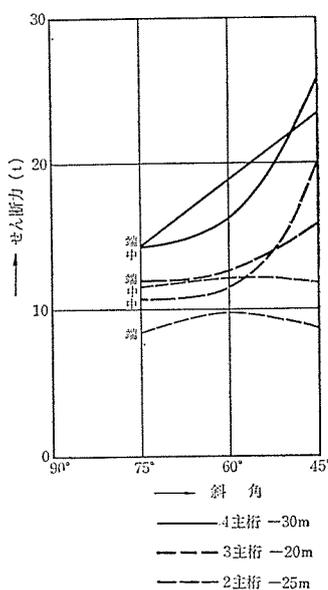


図-16 横桁のせん断力



## 6. ま と め

鉄道の高速度化にともない計画路線が直線に近くなりそのため道路との斜角交差の数が増大する傾向があることから、今後斜角桁の適切な設計方法の提案なり規準の制定整備が早急に望まれる。

ここでは、いままでの解析結果を設計方法の提案という形にまとめて示して設計の参考に供することにする。

a) 格子桁としての構造モデル化 I形桁の上縁の桁間および、横桁のコンクリートを打込んで構成する桁の形式を格子構造としてモデル化する場合、横桁の分割数、横桁の軸線の方向、横桁の位置により主桁、横桁の断面力に大きな影響を与える。

とくに斜角桁の横方向の軸線を支承線に並行すなわち主桁に斜にした場合、横桁および主桁のねじりモーメントがいちじるしく小さくなる傾向が明らかに示されているので、横桁軸線の方向はスラブと横桁などの寸法の大きさなどを考慮して慎重に定めないと危険側の断面力を得ることになるので注意しなければならない。

b) 支点到近い中間横桁の位置の影響 支点上を除いて支点到最も近い横桁は、支点到から離れて設けたほうがその横桁に対するねじりモーメント、曲げモーメントが小さくなる。したがって、この横桁は支点到より離して設けるのが望ましい(表-1 参照)。

c) 最大曲げモーメントの位置、形状、大きさ 主桁の最大曲げモーメントは、スパン中央にないことは確かであるが、従来考えられていたほどのずれがないこと

が明らかになった。本文に示していないが最大モーメントのスパン中央からのずれはスパンの4/100以下に収まっている。また主桁の曲げモーメントはスパン中央に対し非対称になっているが、その程度よりとくにケーブル配置を非対称形にするほどの非対称性は認められなかった。また斜角による最大モーメントの減少は斜角45°でも直角橋に比べ2~4%程度にすぎない。

d) 鈍角部の主桁の支点上の負のモーメントの大きさ

支点付近の主桁には斜角の影響により負のモーメントが生ずる。このため斜角桁の鈍角端ケーブル配置形状をかえたり、この負のモーメントに対し「可能な限り途中ケーブルを曲げ上げないで端で全部定着すること」とプレストレストコンクリート鉄道橋設計施工基準3.4.1. 解説において述べている。しかしながら今回の解析の結果支点上の負のモーメントが、いずれの桁でも正の最大モーメントに対しきわめて小さく、その値は正の最大モーメントの6~9%程度であるので、ケーブル配置など施工上のマイナスを考慮すれば、直桁と同様に対称ケーブルを用いるのが望ましいと思われる。

e) 曲げモーメントに対する主桁の設計 主桁に対する曲げモーメントの数値はより直角橋として解き、それによってケーブル配置しても差しつかえないものと判断される。

f) 主桁のせん断力および反力 桁端斜横桁を考慮した構造モデルでは、主桁せん断力は主桁および横桁から伝達される反力の80~95%となっている。斜角45°の場合、反力の割増しは直角橋の70%増しにもなるから、支承部の設計には十分考慮しなければならない。

g) 横桁の曲げモーメントに対する設計 横桁方向には正負の曲げモーメントを生じ、かつ载荷段階、横桁位置により正および負の曲げモーメントが同じ程度の大きさで生ずるので、横方向の設計では十分注意する必要がある。とくに桁端斜横桁の負のモーメントは同横桁の正のモーメントにくらべきわめて大きいので、端横桁付近の上側に直桁に比べ大きなプレストレスを加える必要がある。

h) 斜角およびスパンが小さく、かつ桁高制限のある桁では、ねじりモーメントがいちじるしく大きくなるので、直角桁の同一断面をそのまま斜角桁用の断面に用いた場合、ねじりモーメントにより斜引張応力度が大きくなり許容値内に収まらなくなる。このような場合、桁高を高くするか、曲げねじり剛比が大きくなるような断面形状にして許容値内に収めるようにする必要がある。また主桁腹部に斜鋼棒を用いる方法も有効である。10~15%程度のわずかの超過な5.(4) d)に述べるような軽減

策が有効である。

i) ねじりモーメントに対する補強鉄筋量の算定

格子桁の軸線のとりかたでねじりモーメントの値は大きく変化するので、ねじりモーメントの補強方法を検討するさいは軸線のとりかたに注意して過少なねじりモーメントに対しねじり補強鉄筋量を求めないように注意しなければならない。また格子構造ではねじりモーメントを過大に評価する傾向があることが指摘されているので、いたずらに鉄筋量が過大にならないようにも注意しなければならない。

4.(3) b) には、ねじりに対する鉄筋補強量を求める式について述べているが、式(a),(b),(c)を比較の結果、スターラップ筋の量の比は相当大幅に変動していることを示している、なお、式(a)はT形桁の腹部のスターラップにより全ねじりモーメントをとる式であり、式(b)はT形の上下縁のねじり補強効果を考慮し、かつ Cowan, Hsu その他により提案検討されているプレストレスによる補強効果を考慮した式である。また式(c)は曲げとねじりによるせん断ひびわれの方向を考慮したスターラップ鉄筋量の算定式である。諸式のうち最も少ない鉄筋量を採用してもねじりに対して十分安全な鉄筋量を与えるものと思われる。

断面力算定方法

(1) 格子桁の解析 (電算による)

部材 AB の曲げモーメントはたわみ角法の基本式より

$$M_{AB} = 2EK(2\theta_A - \theta_B - 3R) + C_{AB}$$

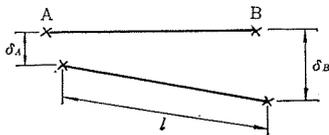
$$= 2EK\left(2\theta_A + \theta_B - 3\frac{\delta_B - \delta_A}{l}\right) + C_{AB}$$

$$M_{BA} = 2EK\left(2\theta_B + \theta_A - 3\frac{\delta_B - \delta_A}{l}\right) + C_{BA}$$

同じくせん断力は

$$Q_{AB} = (M_{AB} + M_{BA})/l + Q$$

$$Q_{BA} = (M_{AB} + M_{BA})/l + Q$$



A点における部材直角方向回転角を  $Q_a$   
 B点における部材直角方向回転角を  $Q_b$  とすれば、  
 ねじりモーメントは次式で表わされる。

$$\bar{M}_{AB} = \frac{GJ}{l}(Q_a - Q_b) \quad \bar{M}_{BA} = \frac{GJ}{l}(Q_a - Q_b)$$

架構面内任意位置に原点をとり基準座標系を定める。  
 A点に集まる各部材の断面力の XYZ 方向成分を求め連立方程式を立てる。つり合い方程式はつぎのように表わせる。

A点におけるX方向モーメントのつり合い

$$\Sigma M_X = \sum_{B=1}^n M_{XAB} + \sum_{B=1}^n \bar{M}_{AB}$$

Y方向のモーメントのつり合い

$$\Sigma M_Y = \sum_{B=1}^n M_{YAB} + \sum_{B=1}^n \bar{M}_{YAB}$$

垂直方向の力のつり合い

$$\Sigma P_Z = \sum_{B=1}^n Q_{ZAB}$$

以上の式より  $\theta_X^A, \theta_Y^A$  を求め規準式に代入して曲げモーメント、ねじりモーメント、せん断力を得る。

(2) 1本の主桁と2本の端横桁としての解

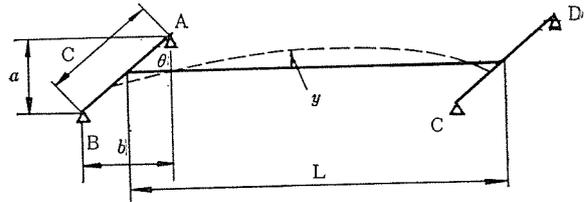
斜角桁を図に示すように一次元の主桁と端部を任意の斜角度をなす斜線上に支持した場合の理論解

各点の反力を  $P_A, P_B, P_C, P_D$  とすれば、桁の1/2スパン中央の荷重のつり合いの条件より

側 面



平 面



$$P_A + P_B + P_C + P_D = \int_0^l w(x) dx$$

$$\frac{l-b_1}{2} P_A + \frac{l+b_1}{2} P_B - \frac{l-b_2}{2} P_C - \frac{l+b_2}{2} P_D = \int_0^l w(x) \left(\frac{l}{2} - x\right) dx$$

$$\frac{a}{2} (P_A - P_B - P_C + P_D) = \int_0^l w(x) y dx$$

$l$  はスパン、 $b_1, b_2$  は支点のスパン方向の距離、 $a$  は支点のスパン直角方向の距離、 $w(x)$  は荷重で  $y$  はその軸線に対する偏心量である。反力の不静定量  $X = P_A - P_B$  とおくと

1) 支点反力

$$\left. \begin{matrix} P_A, P_C \\ P_B, P_D \end{matrix} \right\} = \frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 \pm K \frac{l}{3a} \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \right\}$$

2) ねじりモーメント

$$M_T = K \frac{w l^2}{12} \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta}$$

桁端の負の曲げモーメント

$$\bar{M} = K \frac{w l^2}{12} \frac{1}{1 + \alpha \tan^2 \theta}$$

$K$  は実験結果にもとづく補正係数で T 形断面では 1.0 となる。